

## ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه های بلند با توجه به مدلسازی دقیق اثرات اندرکنش خاک-پی-سازه و مقایسه آن با روش های تقریبی

جهانگیر خزائی<sup>۱\*</sup>، آزاده امیری<sup>۲</sup>

۱- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

۲- کارشناسی ارشد مهندسی ژئوتکنیک، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

### چکیده

در بسیاری از تحلیل های دینامیکی به علت نامحدود بودن محیط و پیچیدگی های رفتاری، خاک مدل نمی شود و از اثرات مهم آن صرف نظر می شود حال آنکه هنگام وقوع زلزله، رفتار خاک زیر سازه نقش مهمی در پاسخ سازه ایفا می کند. در واقع محیط خاک زیرین سازه ها و پدیده اندرکنش خاک و سازه در هنگام وقوع زلزله، نیروهای لرزه ای وارد به سازه را افزایش می دهد که این موضوع تاکنون با استفاده از روش های مختلفی ارزیابی شده است. در این تحقیق تاثیر لحاظ نمودن اثرات اندرکنش خاک-پی-سازه بر سازه فولادی بلند مرتبه در تحلیل های دینامیکی غیرخطی به روش اجزا محدود مستقیم با در نظر گرفتن شرایط مرزی نیمه بی نهایت برای محیط خاک و مدل تقریبی مخروط با استفاده از نرم افزار آباکوس استفاده شده است. در روش مستقیم، محیط خاک به همراه سازه و پی مدلسازی شده و در مدل مخروط ضرایب سختی دینامیکی به جای مدلسازی محیط خاک مورد استفاده قرار گرفته است. نتایج نشان می دهند که با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه، حداکثر جابجایی جانبی سازه افزایش یافته و ضرایب اصطکاک میان سطح خاک-پی در پاسخ ها تاثیرگذار خواهند بود. همچنین مشاهده می شود که نتایج تحلیل به روش های تقریبی برای اظهار نظرهای مهندسی تا حدودی قابل قبول می باشند.

کلمات کلیدی: اندرکنش خاک-پی-سازه، اجزا محدود، مدل مخروط، سازه بلند، تاثیر ضرایب اصطکاک، نرم افزار آباکوس.

\*نویسنده مسئول: جهانگیر خزائی

پست الکترونیکی: j.khazaie@razi.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.71513.1028

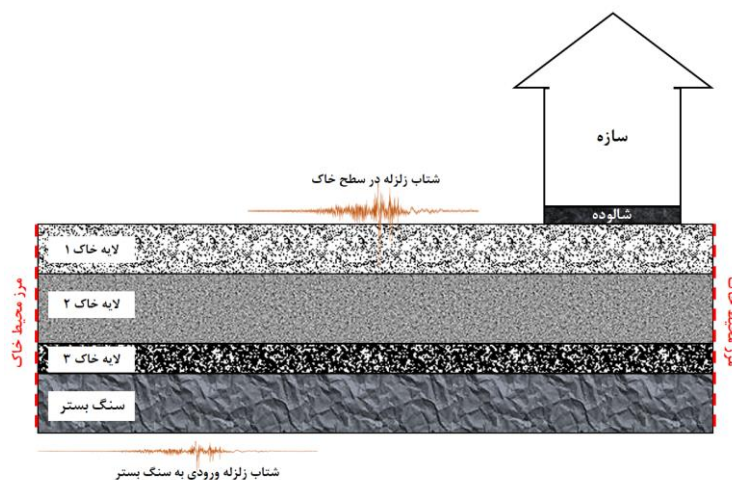
شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.71513.1028>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۰/۰۸، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۱/۲۱

## ۱- مقدمه

در هنگام وقوع زلزله، پاسخ سازه (نیروها و تغییر مکان ها) و پاسخ زمین (جابجایی و شتاب حرکت) به یکدیگر وابسته هستند. بارهای انتقال یافته از سازه به پی، بر شالوده بتنی و خاک زیر شالوده و حتی خاک اطراف شالوده نیز تاثیر گذاشته و باعث ایجاد تنش ها و تغییر شکل هایی در آنها می شوند، به طوری که حتی وجود یک سازه می تواند نحوه ارتعاش زمین اطراف خود را نسبت به حالتی که سازه ای روی خاک قرار ندارد ( یعنی حالت میدان آزاد<sup>۱</sup>) تغییر دهد. از طرف دیگر باید گفت که تغییر شکل های شالوده و خاک باعث می شوند تا خصوصیات و پاسخ دینامیکی سازه نیز تغییر کند. بنابراین در مجموع می توان نتیجه گرفت که سازه، شالوده و خاک زیر ( و اطراف ) شالوده جمعاً به عنوان یک سیستم واحد رفتار می کنند که ویژگی های هر یک بر دیگری نیز تاثیر گذاشته و در اصطلاح روی همدیگر اثر متقابل یا اندرکنش دارند. این مفاهیم موجب شده تا در علم ژئوتکنیک لرزه ای، شاخه ای نوین به نام اندرکنش خاک-پی-سازه ایجاد شود که سعی می کند تاثیر این عوامل را به طور همزمان در تحلیل و طراحی سازه در نظر بگیرد، شکل ۱. به بیان دیگر، اندرکنش خاک-پی-سازه تفاوت بین پاسخ واقعی سازه و پاسخ تئوریک سازه (حالت سازه با پای صلب) را آشکار می کند [۱].



شکل ۱: طرح شماتیک سیستم خاک - پی - سازه.

توجه به اثر خاک در عملکرد سازه حین زلزله موضوعی است که اخیراً مورد توجه محققین بسیاری قرار گرفته است. خاک عاملی است که می تواند به طرز چشمگیری بر عملکرد سازه تاثیرگذار باشد. مطالعات انجام شده در مورد اثر خاک در عملکرد سازه ها بیشتر در حوزه اثر ساختگاه انجام گرفته و به پدیده اندرکنش خاک-سازه کمتر توجه شده است [۲]. اعمال رکورد زلزله به پای سازه با فرض قرارگیری آن بر بستر صلب روشی است که معمولاً برای ارزیابی پاسخ سازه و بررسی عملکرد آن به کار می رود. گرچه فرض صلبیت خاک تغییر عمده ای در عملکرد سازه های واقع بر بستر سنگی ایجاد نمی کند ولی با افزایش انعطاف پذیری خاک، تغییرات غیرقابل چشم پوشی در اثر اندرکنش خاک-سازه در این رفتار حاصل می گردد [۳].

ارزیابی پاسخ دینامیکی سازه با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-سازه دارای دو قسمت است: قسمت اول، اصلاح زلزله ثبت شده در میدان آزاد خاک که بدین ترتیب تحریک ورودی به پی محاسبه می شود؛ قسمت دوم، جایگزینی سازه با یک سیستم خاک-سازه است که اثر وجود خاک را در تحلیل دینامیکی در نظر می گیرد. سپس این سیستم خاک-سازه تحت تحریک ورودی به پی تحلیل می گردد. در این حالت، پاسخ لرزه ای سازه متاثر از امواج لرزه ای منتشر شده در محیط خاک، برخورد آنها به سازه و سرانجام بازگشت مجدد این امواج به محیط خاک خواهد بود [۴]. ولستاس و میک در سال ۱۹۷۴ بیان کردند که در نظر گرفتن مجموعه خاک-پی-سازه در مقایسه با سازه با پای

1 Free Field

2 Soil-Foundation-structure interaction (SFSI)

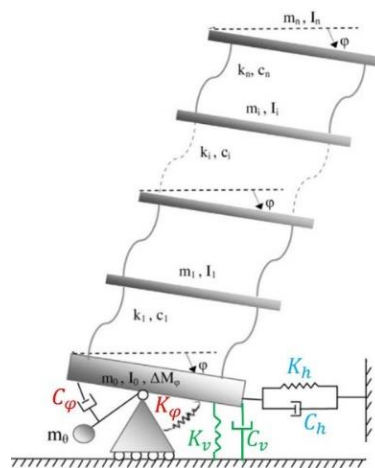
3 Site Effect

صلب، دو تاثیر عمده بر پاسخ های سازه دارد: اول، افزایش درجات آزادی و تغییر در مشخصات دینامیکی سیستم؛ دوم، استهلاک بخش عمده ای از انرژی لرزه ای سیستم خاک-سازه با انتشار امواج بازگشتی یا میرایی هیستریزیس مصالح خاک. این بدان معناست که سیستم خاک-سازه در مقایسه با مدل معادل و مدل با پای صلب، با افزایش پرپود سازه مواجه خواهد شد. بنابراین فرض اتصال صلب سازه به زمین فرضی ساده کننده است که همواره صحیح نمی باشد [۵]. گزتاس و مایلوناکیز در سال ۱۹۹۸ نشان دادند که در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه موجب بروز رفتار واقعی تری از سازه می گردد. در واقع وجود خاک نرم در زیر سازه موجب کاهش سختی و افزایش پرپود طبیعی در کل سیستم شده و سازه رفتار نرم تری از خود نشان می دهد [۶]. محققانی چون اسبارتای در سال ۲۰۱۵، صامتی و قناد در سال ۲۰۱۴ و چن در سال ۲۰۱۵ به بررسی اندرکنش دینامیکی خاک-پی-سازه و تاثیر آن بر پاسخ لرزه ای سازه ها پرداخته و همچنین به مقایسه روش های زیرسازه با روش های عددی پرداخته اند [۷-۹].

در تحقیق پیش رو سعی می شود تا با مدلسازی شرایط نسبتا واقعی برای محیط خاک زیر سازه (محیط نیمه بی نهایت) و لحاظ نمودن اصطکاک در سطوح تماس بین شالوده و خاک، یک سازه فولادی ۲۰ طبقه با قاب خمشی مدلسازی و تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار آباکوس انجام گردد. در ادامه تلاش می شود میزان اثرات در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه بر سازه های فولادی در ارتباط با پاسخ لرزه ای سازه و خاک شامل دریافت طبقات، حداکثر جابجایی طبقات، فشار تماسی و نیروهای برشی سطوح تماس مورد بررسی قرار گرفته و نتایج با روش تقریبی مدل مخروط مقایسه خواهد شد.

## ۲- تئوری و روش حل مسئله

به منظور بررسی اندرکنش خاک-پی-سازه دو روش کلی وجود دارد؛ روش زیرسازه<sup>۴</sup> و روش مستقیم<sup>۵</sup> در روش زیر سازه، سیستم خاک - سازه به دو قسمت تقسیم می گردد: قسمت اول سازه مستقر بر پی است و قسمت دوم خاک که دارای یک مرز مشترک با پی سازه می باشد. ابتدا رابطه نیرو - تغییر مکان خاک (سختی دینامیکی) برای گره های موجود در مرز مشترک تعیین می شود که می توان آن را به صورت فیزیکی با تعدادی فنر و میراگر که ضرایبشان به فرکانس تحریک وابسته است، بیان نمود. سپس سازه موجود بر روی این فنرها و میراگرها با اعمال تحریک به تکیه گاه فنر و میراگرها تحلیل می گردد، شکل ۲ [۱۰]. لذا با این روش پیچیده ترین سیستم خاک - سازه به دو قسمت قابل کنترل شکسته می شود و با هزینه کمتری تحلیل صورت می گیرد. این روش ها عموما شامل روش های تقریبی بوده و در این میان مدل مخروط جدیدتر و استفاده از آن نیز آسان تر می باشد.



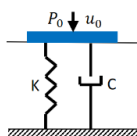
شکل ۲: طرح شماتیک از روش زیر سازه.

4 Sub Structure Method

5 Direct Method

در مدل مخروط، خاک زیر پی به صورت یک مخروط واگرا فرض می شود و جابجایی در خاک از طریق فونداسیون بدون جرم و صلب اعمال می گردد، شکل ۳-الف. اصول بکار گرفته در بدست آوردن معادلات حاکم بر این مخروط ها بر پایه تئوری تیرها در مقاومت مصالح است که صفحه عمود بر تار خنثی بعد از تغییر شکل به صورت صفحه باقی می ماند. با استفاده از این اصل ضرایب فنر و میراگر محاسبه می گردد [۴]. برای جز کوچک  $dz$  در فاصله  $z_0$  از راس مخروط، اگر  $\rho$  چگالی خاک،  $A_0$  سطح مقطع پی و  $A$  سطح مقطع در فاصله  $z$  از راس مخروط باشد؛ معادله تعادل دینامیکی مطابق رابطه ۱ برقرار می گردد:

(ب)

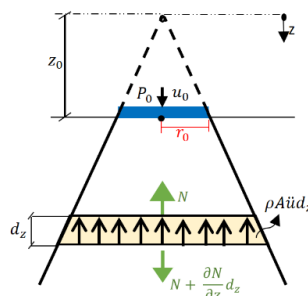


$$A_0 = \pi r_0^2$$

$$A(z) = \left(\frac{z}{z_0}\right)^2 A_0$$

$$\frac{z_0}{r_0} = \frac{\pi(1-\nu)^2}{2(1-2\nu)}$$

(الف)



شکل ۳: مدل مخروط و معادلات حاکم بر مسئله در حرکت انتقالی.

$$N + \frac{\partial N}{\partial z} dz - N = \rho A u d z \quad \Rightarrow \quad \frac{\partial N}{\partial z} = \rho A \ddot{u} \quad (1)$$

با استفاده از اصل صفحه باقی ماندن سطح در اعماق مختلف بعد از تغییر شکل، رابطه ۲ به صورت زیر بدست می آید:

$$N = E \varepsilon A = E \frac{\partial u}{\partial z} A \quad \Rightarrow \quad N = \rho c_p^2 A \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2)$$

که در آن  $c_p$  سرعت موج در خاک و  $E$  نماینده مدول الاستیسیته خاک است. در نهایت معادله انتشار موج به صورت رابطه ۳ و ۴ بدست می آید:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{2}{z} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\ddot{u}}{c_p^2} \quad (3)$$

$$\frac{\partial^2 (uz)}{\partial z^2} = \frac{1}{c_p^2} \frac{\partial^2 (uz)}{\partial t^2} \quad (4)$$

با حل معادله ۴ رابطه میان نیرو  $P_0$ ، تغییر مکان  $u_0$  و سرعت در سطح  $\dot{u}_0$  در فاصله  $z_0$  از راس مخروط به صورت رابطه ۵ خواهد

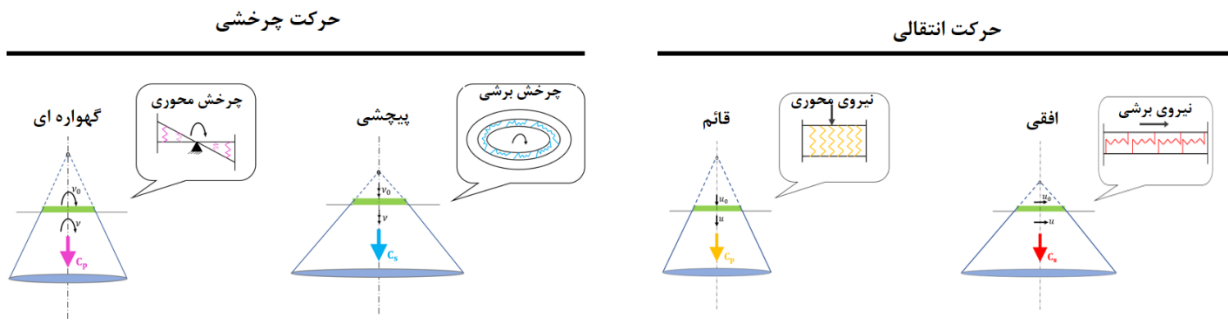
بود:

$$P_0(t) = \frac{\rho c_p^2 A_0}{z_0} u_0(t) + \rho c_p A_0 \dot{u}_0(t) \quad \Rightarrow \quad P_0(t) = K u_0(t) + C \dot{u}_0(t) \quad (5)$$

و ضرایب فنر و میراگر در درجه آزادی انتقالی قائم مطابق رابطه ۶ خواهد بود، شکل ۳-ب:

$$K = \frac{\rho c_p^2 A_0}{z_0} \quad \text{و} \quad C = \rho c_p A_0 \quad (6)$$

با توجه به نوع جابجایی های ایجاد شده، مدل های مخروطی متفاوتی تعریف می گردند. به طور کلی مدل های مخروطی را به دو دسته انتقالی و چرخشی تقسیم بندی می کنند، شکل ۴.



شکل ۴: مدل مخروط برای انواع حرکات انتقالی و چرخشی.

جدول ۱ اطلاعات مدلسازی برای یک پی واقع بر روی سطح یک نیم فضای همگن برای تمام مولفه های حرکت را به طور خلاصه بیان می کند. مدل مخروط به دلیل وضوح مفهومی همراه با درک فیزیکی، سادگی در فیزیک و پاسخ ریاضی دقیق، کاربرد عملی، عمومیت کافی با در نظر گرفتن لایه بندی مدفون بودن برای تمام درجات آزادی و تمام فرکانس ها و دقت مهندسی کافی، نسبت به سایر روش های تقریبی نتایج قابل قبول تری را ارائه می دهد. جهت مطالعه و مباحث تکمیلی این مدل به مراجع مربوطه مراجعه گردد [۴، ۱۱، ۱۲].

جدول ۱: مدل مخروط و مدل فنر-میراگر-جرم برای پی واقع بر روی سطح نیم فضای همگن [۴]

نوع حرکت	افقی	قائم	دورانی	پیچشی
شعاع معادل $r_0$	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{A_0}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{4I_0}{\pi}}$	$\sqrt{\frac{2I_0}{\pi}}$
نسبت ابعاد $\frac{z_0}{r_0}$	$\frac{\pi}{8}(2-\nu)$	$\frac{\pi}{4}(1-\nu)(\frac{c}{c_s})^2$	$\frac{9\pi}{32}(1-\nu)(\frac{c}{c_s})^2$	$\frac{9\pi}{32}$
ضریب پواسون $\nu$	تمام مقادیر $\nu$	$\nu \leq \frac{1}{3}$ $\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	$\frac{1}{3} < \nu \leq \frac{1}{2}$	تمام مقادیر $\nu$
سرعت موج	$c_s$	$2c_s$	$2c_s$	$c_s$
جرم محبوس $\Delta M$ و $\Delta M_\theta$	$\cdot$	$2.4(\nu - \frac{1}{3})\rho A_0 r_0$	$1.2(\nu - \frac{1}{3})\rho I_0 r_0$	$\cdot$
مدل پارامتر متمرکز	$K = \rho c^2 A_0 / z_0$ $C = \rho c A_0$	$K = 3\rho c^2 I_0 / z_0$ $C_\theta = \rho c I_0$ $M_\theta = \rho I_0 z_0$		

در روش مستقیم، قسمتی از خاک همراه با سازه مدل می شود. حرکت میدان آزاد خاک بر روی مرزهای مصنوعی خاک اعمال می گردد. معرفی مرزهای مصنوعی یک امر اجتناب ناپذیر می باشد، زیرا که نمی توان خاک نامحدود (فضای نیمه بی نهایت) را با تعدادی المان محدود مدل کرد و از طرف دیگر مرزهای مجازی اگر به صورت ساده و بدون انجام تمهیداتی استفاده شوند، باید به اندازه کافی دور باشند تا از انعکاس امواجی که انرژی ارتعاشی را به صورت تشعشعی دور می کنند، جلوگیری شود [۱۳]. این روش ها، روش های دقیق نامیده می شوند. در میان این روش ها، روش اجزا محدود مستقیم کاربردی بوده و تعمیم آن به مسائل اندرکنش خاک-پی-سازه ساده تر است.

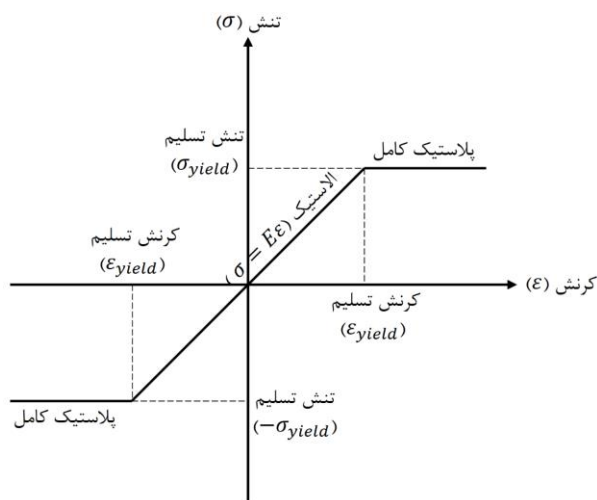
### ۳- مدلسازی

در این تحقیق سه مدل اصلی سازه با پای صلب، سازه به همراه مدل مخروط و سیستم خاک-پی-سازه در نرم افزار آباکوس [۱۴] مدلسازی شده است. سازه ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی به عنوان نماینده ای از سازه های بلندمرتبه به صورت سه بعدی مدلسازی شده است. پلان سازه به صورت سه دهانه در هر راستا انتخاب شده است. لازم به ذکر است که سازه ذکر شده، در طی آنالیز استاتیکی و

دینامیکی در نرم افزار Etabs [۱۵] و مطابق با آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [۱۶] و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. مشخصات مصالح و سطح مقطع اعضای سازه در جدول ۲ ارائه شده است. رفتار غیرالاستیک المان های سازه ای با استفاده از رفتار الاستوپلاستیک مصالح و اختصاص تنش تسلیم در نظر گرفته شده است. بنابراین در این مدل برای تحلیل و طراحی غیرالاستیک مصالح، فرض شده که المان های سازه ای به صورت الاستیک رفتار کرده تا به تنش تسلیم مشخصی (در این تحقیق ۴۰۰MPa) برسند، سپس تغییرشکل المان بدون اضافه شدن تنش ها ادامه می یابد. شکل ۵ رفتار الاستوپلاستیک المان های سازه ای استفاده شده در این تحقیق را نشان می دهد [۱۷].

جدول ۲: مشخصات مصالح و مقاطع مورد استفاده برای سازه

مقاطع (متر)	مدول الاستیسیته ( $\frac{N}{m^2}$ )	نسبت پواسون ( $\nu$ )	دانشیته ( $\frac{Kg}{m^3}$ )
طبقات ۱ - ۵ Box 0.52 × 0.52 × 0.04	۲/۱ E11	۰/۳	۷۸۵۰
طبقات ۶ - ۱۰ Box 0.48 × 0.48 × 0.04			
طبقات ۱۱ - ۲۰ Box 0.42 × 0.42 × 0.04			
سقف ها 0.15 × 0.21 × 0.3	۱/۲۲E۱۲	۰/۲	۲۵۵۰



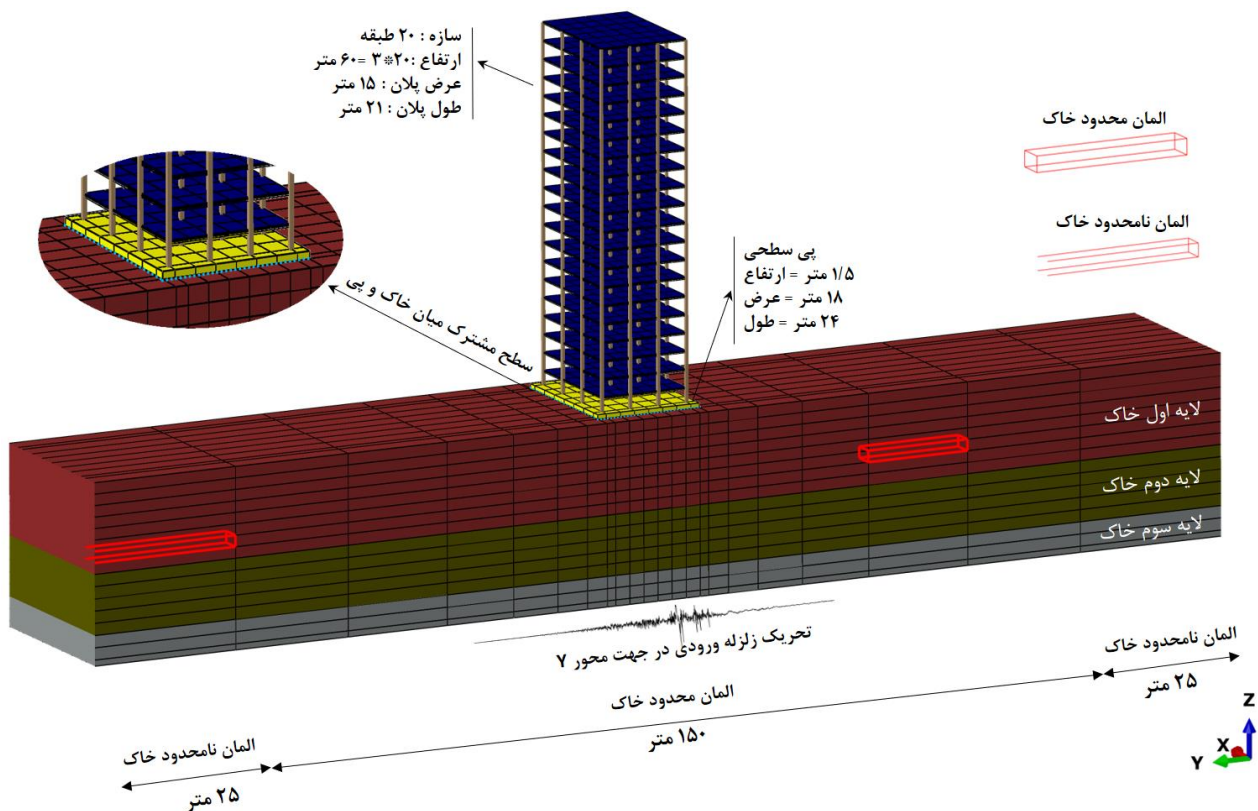
شکل ۵: رفتار الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده برای المان های سازه ای.

ابعاد محیط خاک ۳۰×۲۰۰×۲۰۰ متر در نظر گرفته شده است. محل سازه در منطقه ای با خطر لرزه خیزی زیاد و خاک نوع ۳ فرض شده است. خاک مورد استفاده ماسه متراکم بوده و مشخصات آن به دو صورت خطی و غیر خطی در نظر گرفته شده تا تاثیر غیرخطی بودن مصالح خاک در پاسخ لرزه ای اندرکنش خاک-سازه نیز مورد بررسی قرار گیرد، جدول ۳. ضرایب سختی دینامیکی ( فنر و میراگر) معادل خاک نیز با استفاده از روابط ارائه شده در بخش ۲ برای تمام درجات آزادی محاسبه شده و در آنالیز ها مورد بررسی قرار گرفته است. لازم به ذکر است که تمامی این ضرایب با نمودارهای مرجع کتاب ولف صحت سنجی شده اند [۴].

پی های بتنی به صورت های سطحی، مدفون، صلب و انعطاف پذیر بررسی شده اند. المان های shell، beam و solid به ترتیب برای مدلسازی ستون ها، پی و خاک در نرم افزار آباکوس مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور جلوگیری از بازگشت امواج لرزه ای از مرزهای جانبی مدل محیط خاک به درون محیط خاک، همچنین در نظر گیری فضای نیمه بی نهایت خاک در مرزهای دور، مرزهای جانبی با استفاده از المان های نامحدود مدلسازی شده تا امواج لرزه ای موجود در مرزها را جذب کرده و از بازگشت موج نیز جلوگیری نماید. نمونه المان های نامحدود و المان های محدود محیط خاک، محدوده های اختصاص یافته این المان ها، مدل سه بعدی خاک-پی-سازه به همراه مش بندی کل سیستم در نرم افزار آباکوس، در شکل ۶ نشان داده شده است. تمامی مدل ها تحت اثر رکورد زلزله طبس قرار گرفته اند.

جدول ۳: مشخصات و لایه بندی خاک

ξ	سرعت موج برشی (%)	زاویه اصطکاک (درجه)	چسبندگی (KPa)	دانسیته ( $\frac{Kg}{m^3}$ )	نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (MPa)	ضخامت (m)	لایه خاک
۵	۱۶۰	۳۰	۱۰	۱۹۰۰	۰/۳۳	۱۳۱/۸۹	۰-۱۵	لایه اول
۵	۱۹۰	۳۴	۲۰	۲۰۰۰	۰/۲۹	۱۸۹/۸۹	۱۵-۲۵	لایه دوم
۵	۲۴۱	۳۷	۲۵	۲۲۰۰	۰/۲۲	۲۸۹/۴۷	۲۵-۳۰	لایه سوم



شکل ۶: مدل سه بعدی خاک-پی-سازه در نرم افزار آباکوس.

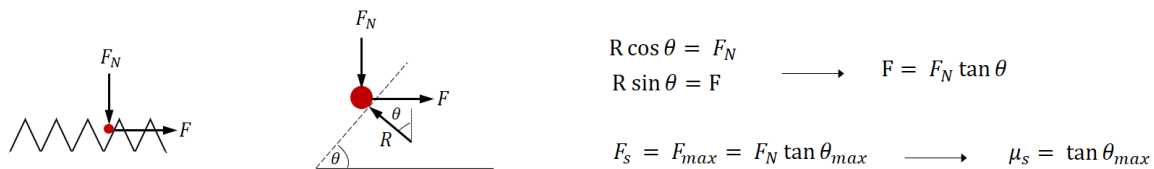
با توجه به اینکه در هنگام وقوع زلزله میان سطوح مشترک خاک-پی احتمال وقوع لغزش و یا بلندشدگی وجود خواهد داشت، به منظور مدلسازی سطوح تماس خاک-پی در نرم افزار آباکوس، این دو سطح را می توان به صورت المان ها یا سطوح تماسی مدلسازی نمود [۱۴]. برای مدل اندرکنش خاک-پی-سازه در این تحقیق، سطوح تماسی به این صورت معرفی شدند که سطح بالایی خاک (درمحل تماس) به عنوان سطح پایه<sup>۸</sup> و سطح پایینی پی (در محل تماس) به عنوان سطح پیرو<sup>۹</sup> باشند. خصوصیات مکانیکی سطوح تماس با معرفی اصطکاک به صورت مولفه قائم اصطکاک (عمود بر سطح خاک-پی) و مولفه افقی اصطکاک (به صورت برشی و موازی سطح خاک-پی) در نظر

- 6 Sliding
- 7 Uplift
- 8 Master
- 9 Slave

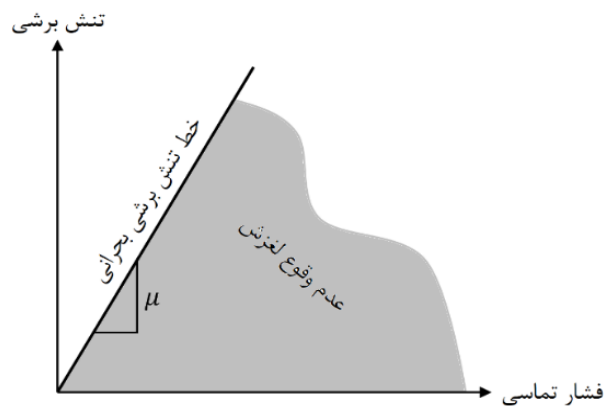
گرفته شده و در نهایت مدل اصطکاک کولمب برای محاسبه اصطکاک میان سطوح به کار گرفته شده است [۱۸]. با توجه به شکل ۷، به منظور ساده سازی روابط، با رسم دیاگرام آزاد نیروهای وارد بر یک جرم فرضی در سطح مشترک خاک-پی و نوشتن رابطه تعادل نیروها، ضریب اصطکاک سطوح ( $\mu_s$ ) بدست خواهد آمد. به همین ترتیب در نرم افزار آباکوس ارتباط میان تنش های برشی و نرمال وارد بر سطوح تماس را می توان مطابق شکل ۸ نیز نشان داد [۱۴]. لذا در این تحقیق با توجه به سه بعدی بودن مدل برای محاسبه اصطکاک میان سطوح تماس خاک-پی، تنش های برشی در هر دو راستای افقی ( $\tau_1$  و  $\tau_2$ ) محاسبه شده و سپس تنش برشی معادل مطابق رابطه ۷ محاسبه می گردد. همچنین  $\tau_{critical}$  مطابق رابطه ۸، بدست می آید که در این رابطه  $p$  تنش فشاری تماسی و  $\mu$  ضریب اصطکاک می باشد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که اگر تنش اصطکاک معادل کمتر از تنش اصطکاک بحرانی باشد، هیچگونه حرکت و لغزشی در سطوح مشترک رخ نخواهد داد. در این تحقیق، ضرایب اصطکاک مطابق با زاویه اصطکاک لایه اول خاک و در محدوده  $\frac{1}{3} \leq \theta \leq \frac{2}{3}$  در نظر گرفته شده است. ضرایب اصطکاک ۰/۱۸، ۰/۲۷، ۰/۳۶، ۰/۴۷، ۰/۵۸ و همچنین دو حالت بدون اصطکاک و متصل کامل نیز در کنار سایر مدل ها مورد بررسی قرار گرفته است.

$$\tau_{equivalent} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \quad (7)$$

$$\tau_{critical} = \mu p \quad (8)$$



شکل ۷: طرح شماتیک از مدل ساده سازی شده کولمب جهت اعمال اندرکنش میان سطوح تماس خاک-پی.



شکل ۸: ارتباط میان تنش های برشی و نرمال وارد بر سطوح مشترک تماس در نرم افزار آباکوس [۱۴].



به منظور اعمال میرایی به سیستم از ضرایب میرایی رایلی استفاده شده است [۱۹]. ماتریس میرایی به صورت رابطه ۹ تعریف می‌گردد:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (9)$$

که در آن  $[C]$ ،  $[M]$  و  $[K]$  به ترتیب ماتریس میرایی، جرم و سختی،  $\alpha$  و  $\beta$  ضرایب میرایی رایلی می‌باشند. همچنین برای تعیین نسبت میرایی مدل  $\xi$  از دو مد از آنالیز مودال استفاده می‌شود. با فرض نسبت میرایی مشابه ( $\xi$ ) برای دو مد با فرکانس های  $f_i$  و  $f_j$  ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  مطابق رابطه ۱۰ محاسبه می‌گردند:

$$\alpha = \xi \frac{2f_i f_j}{f_i + f_j} \quad ; \quad \beta = \xi \frac{2}{f_i + f_j} \quad (10)$$

همچنین نسبت میرایی  $\xi$  در هر مد ارتعاشی با فرکانس  $f_n$  با استفاده از معادله ۱۱ بدست می‌آید:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2f_n} + \frac{\beta f_n}{2} \quad (11)$$

در این تحقیق نسبت میرایی ۵ درصد و به این ترتیب ضرایب میرایی  $\alpha$  و  $\beta$  براساس مدهای اول و دوم حاصل از آنالیز مودال بدست آمده‌اند. بنابراین به منظور تحلیل مسئله ابتدا مدل‌ها تحت آنالیز مودال قرار گرفته و ضرایب میرایی رایلی بدست آمده و سپس به تحلیل مسئله تحت بار لرزه ای پرداخته شده است. جدول ۴ راهنمای نام گذاری مدل‌های مورد بررسی در این تحقیق را برای تعدادی از مدل‌ها می‌باشد. در این جدول حروف S پی سطحی، E پی مدفون، D پی انعطاف پذیر، R پی صلب، NL رفتار غیر خطی خاک، L رفتار خطی خاک، Tie اندرکنش بسته کامل و Frc اندرکنش اصطکاکی را بیان می‌کنند.

جدول ۴: راهنمای نام گذاری مدل‌ها

نام مدل	شرح مدل
Structure	سازه با تکیه گاه صلب
S-Cone	مدل مخروط - پی سطحی
E-Cone	مدل مخروط - پی مدفون
Frc(0.18)-DS-NL	مدل اندرکنش اصطکاکی (ضریب اصطکاک ۰/۱۸) - پی تغییرشکل پذیر و سطحی - رفتار غیرخطی خاک
Frcless-DS-NL	مدل اندرکنش بدون اصطکاک - پی تغییرشکل پذیر و سطحی - رفتار غیرخطی خاک
Tie-DE-L	مدل اندرکنش متصل کامل - پی تغییرشکل پذیر و مدفون - رفتار خطی خاک
Tie-RE-NL	مدل اندرکنش متصل کامل - پی صلب و مدفون - رفتار غیرخطی خاک
Frc-RS-L	مدل اندرکنش اصطکاکی - پی صلب و سطحی - رفتار خطی خاک

#### ۴- تفسیر نتایج

نتایج آنالیز مودال در جدول ۵ ارائه شده است. با توجه به مقادیر بدست آمده ملاحظه می‌گردد که با در نظر گرفتن اندرکنش چه به صورت مدل مخروط و چه روش مستقیم، پریود سازه‌ها نسبت به حالت سازه با اتصال صلب افزایش یافته است. در یک دید کلی می‌توان گفت که در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه باعث می‌شود تا رفتار سازه به رفتار واقعی‌اش نزدیکتر شود. پس با توجه به وجود خاک زیرسازه، سازه در مقایسه با فرض اتصال صلب به زمین رفتار نرم تری را از خود نشان خواهد داد. همچنین به دلیل میرایی خاک، میرایی کلی سیستم نیز بیشتر خواهد شد. شکل ۹ و ۱۰ حداکثر جابجایی جانبی طبقات اول، دهم و آخر را برای مدل‌های سازه با پای صلب، مخروط و اندرکنشی و به ترتیب در مدل‌های خاک غیرخطی و خاک خطی نشان می‌دهند. همانطور که مشخص است با در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه، حداکثر جابجایی جانبی طبقات، افزایش یافته است. به عنوان مثال با توجه به شکل ۹، حداکثر جابجایی جانبی در طبقه آخر برای مدل سازه با پای صلب ۰/۳۵۴ متر و در مدل Frc-DS-NL به ۰/۵۳۸ متر (حدود ۵۰ درصد) افزایش داشته است.

جدول ۵: نتایج آنالیز مودال

نام مدل	پریود ( $T_1$ ) بر حسب (s)	فرکانس ( $f_1$ ) بر حسب (Hz)
structure	۲/۵۱۰۴	۰/۳۹۸۳
S-Cone	۲/۷۴۱۴	۰/۳۶۴۸
E-Cone	۲/۷۴۱۴	۰/۳۶۴۸
Tie-DS	۲/۶۲۰۲	۰/۳۸۱۷
Frc-DS	۲/۶۴۹۱	۰/۳۷۷۵
Tie-RS	۲/۸۳۵۴	۰/۳۵۲۷
Frc-RS	۲/۸۷۴۶	۰/۳۴۷۹
Tie-DE	۲/۶۱۴۵	۰/۳۸۲۵
Tie-RE	۲/۸۲۳۵	۰/۳۵۴۲

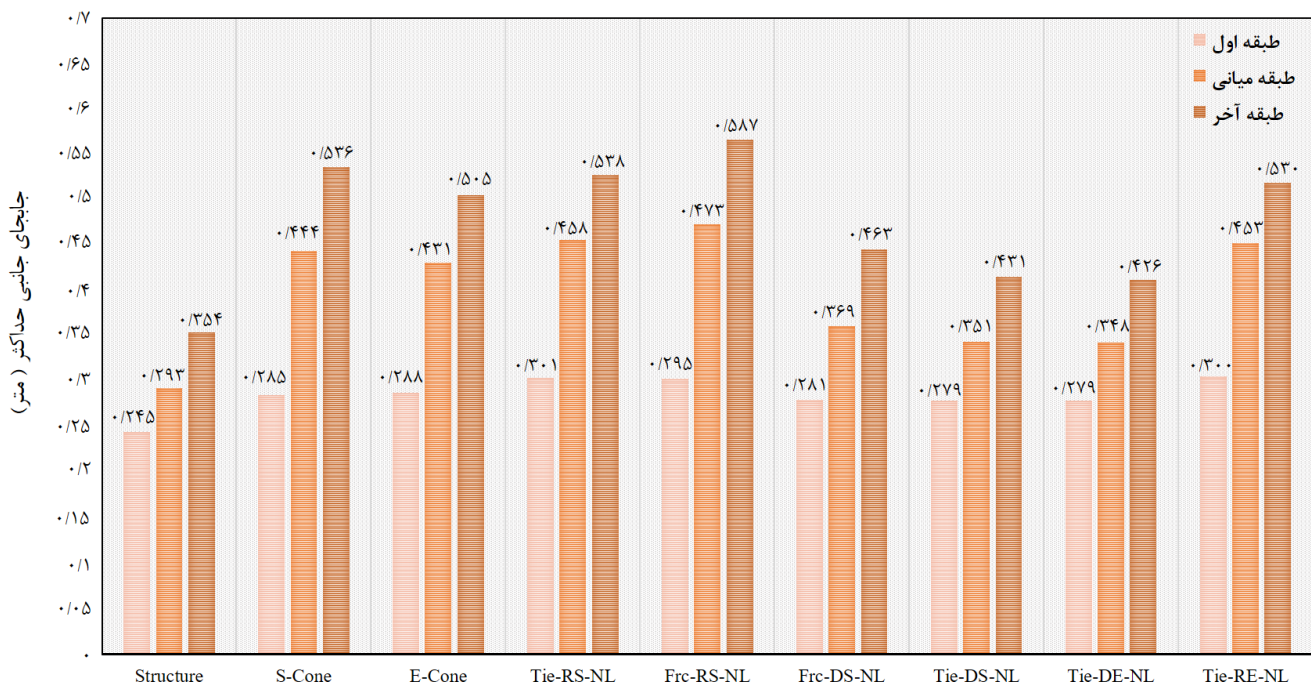
در یک روند کلی، در هر مدل با افزایش ارتفاع طبقه، سازه جابجایی جانبی بیشتری را تحمل می‌کند. همچنین مدل مخروط تطابق مناسبی را با مدل های اندرکنشی و به خصوص مدل های دارای پی صلب و رفتار غیرخطی خاک نشان می‌دهد. از طرفی، صلبیت پی جابجایی جانبی طبقات را افزایش می‌دهد. به عنوان مثال، حداکثر جابجایی جانبی طبقه میانی مدل Tie-RS-NL و Tie-DS-NL به ترتیب ۰/۴۵۸ و ۰/۳۵۱ متر می‌باشد. با توجه به شکل ۱۰ نیز می‌توان بیان کرد که با در نظر گرفتن رفتار خطی خاک، حداکثر جابجایی جانبی طبقات نسبت به مدل های دارای خاک غیرخطی کاهش می‌یابد اما روند افزایش مقادیر جابجایی جانبی طبقات نسبت به سازه با پای صلب، همچنان روندی صعودی دارد.

شکل ۱۱ کانتورهای جابجایی حداکثر و روند تغییرشکل جانبی را برای دو مدل مخروط و اندرکنشی نشان می‌دهد. مطابقت میان روند این نمودارها بیانگر دقت مناسب مدل مخروط در مقایسه با مدل اندرکنشی می‌باشد. به همین ترتیب نتایج مشابهی برای مدل های با فونداسیون مدفون نیز بدست آمده است. نمودارهای شکل ۱۲ ارتباط میان جابجایی جانبی حداکثر در حالت سازه با پای صلب و اندرکنشی را برای مدل های دارای پی سطحی و پی مدفون نشان می‌دهد. در این نمودارها  $u_{NoSFSl}$  جابجایی جانبی حداکثر در حالت سازه با اتصال صلب،  $u_{SFSl}$  جابجایی جانبی حداکثر در حالت اندرکنشی است که برای دو مدل مخروط و اندرکنشی مقایسه شده اند. مطابق این نمودارها برای سازه ۲۰ طبقه مورد نظر در این تحقیق با داشتن مقادیر جابجایی طبقات سازه با پای صلب و استفاده از نمودارهای ارائه شده، جابجایی طبقات در حالت اندرکنشی بدست می‌آید. لازم به ذکر است که روند نمودارهای ارائه شده برای مدل مخروط و اندرکنشی تطابق مناسبی به خصوص در مدل دارای پی های سطحی دارد و اختلافی در حدود ۶ تا ۱۰ درصد در نتایج حاصل از نمودارها مشاهده می‌شود. بنابراین میزان دقت مدل مخروط به عنوان روشی تقریبی و با توجه به راحتی و سادگی در کاربرد آن، از نظر مهندسی قابل قبول می‌باشد. همچنین با توجه به نمودارها (محور قائم) مشاهده می‌شود که با در نظر گرفتن اندرکنش (مدل مخروط یا مدل اندرکنشی)، جابجایی ها نسبت به حالت سازه با پای صلب افزایشی در حدود ۱۵ تا ۵۰ درصد خواهند داشت. شکل ۱۳ دریفت طبقات مختلف سازه در مدل های اندرکنشی با ضرایب اصطکاک مختلف را نشان می‌دهد. این مقادیر با استفاده از رابطه ۱۲ بدست آمده است:

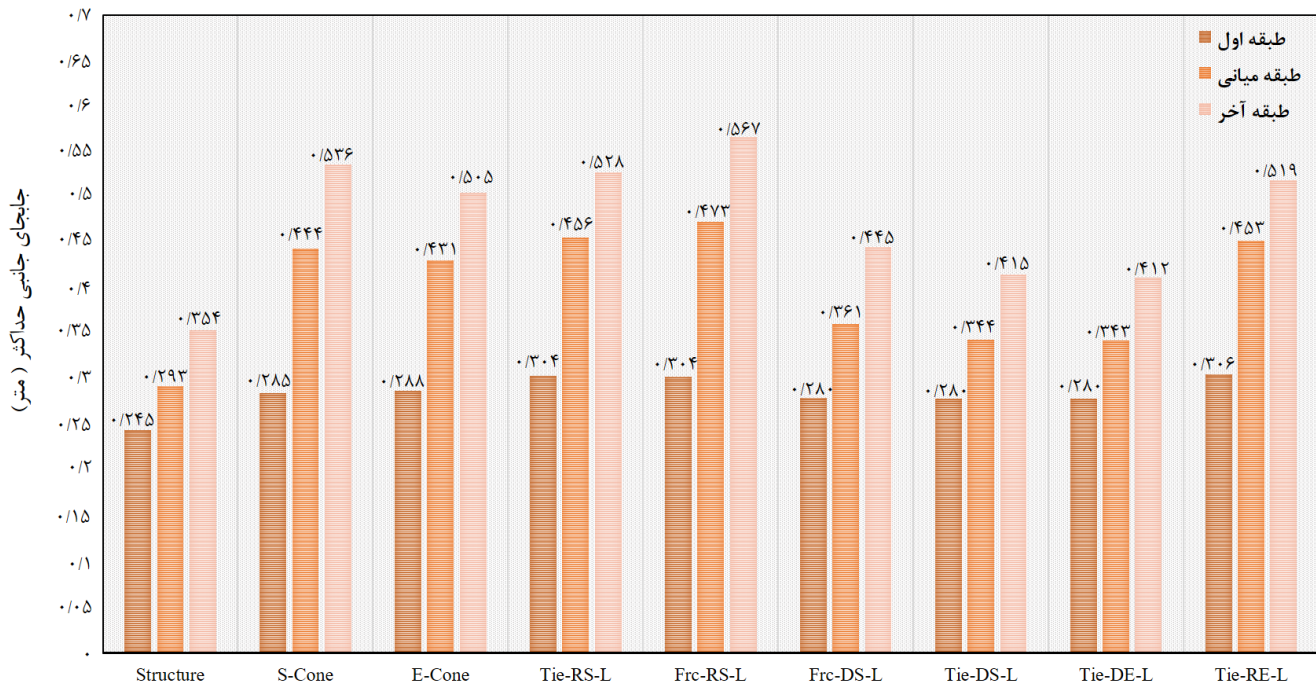
$$Drift = \frac{d_{i+1} - d_i}{h} \quad (12)$$

که در آن  $d_{i+1}$  جابجایی طبقه (i+1)ام،  $d_i$  جابجایی طبقه (i)ام و h ارتفاع طبقه مورد نظر می‌باشد. مطابق شکل مشخص است که با افزایش ضرایب اصطکاک میان سطوح خاک-پی، حداکثر دریفت طبقات سازه در حال کاهش می‌باشد. به عنوان مثال، افزایش ضرایب اصطکاک از ۰/۱۸ تا حالت متصل کامل، موجب کاهشی در حدود ۴۴ درصد در دریفت طبقات شده است. همچنین کمترین و بیشترین مقادیر دریفت بدست آمده به ترتیب مربوط به مدل Tie-DS-NL و Frc(0.18)-DS-NL می‌باشند.

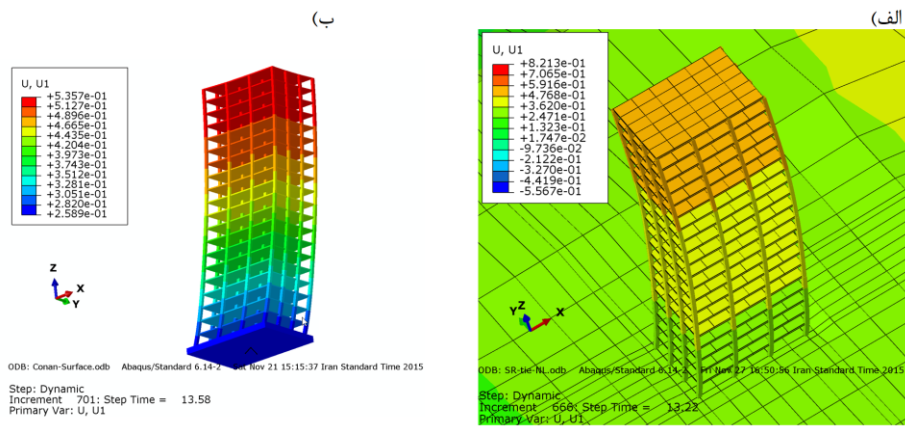
شکل ۱۴ مقادیر شتاب و بزرگ نمایی آن را از تراز سنگ بستر تا طبقه آخر سازه در مدل اندرکنشی و در حالت اصطکاکی، نشان می‌دهد. با توجه به نمودار شتاب نگاشت‌های بدست آمده و به دلیل اثر خاک در مسئله اندرکنش خاک و سازه، شتاب‌ها افزایش یافته‌اند. بنابراین شتاب روی سطح خاک نسبت به شتاب ورودی از سنگ بستر افزایش داشته و در ادامه به پی و سپس به سازه منتقل می‌گردد. این شتاب در طبقه آخر سازه به حداکثر مقدار خود می‌رسد. در اثر بزرگنمایی شتاب، پاسخ های سازه در طبقات و با افزایش ارتفاع طبقات افزایش می‌یابد. همچنین روند بزرگنمایی شتاب در بررسی طیف پاسخ شتاب ها نیز ملاحظه می‌گردد. لذا کمترین مقادیر طیف پاسخ در تراز روی سنگ بستر و بیشترین آن در تراز طبقه آخر سازه بدست آمده است.



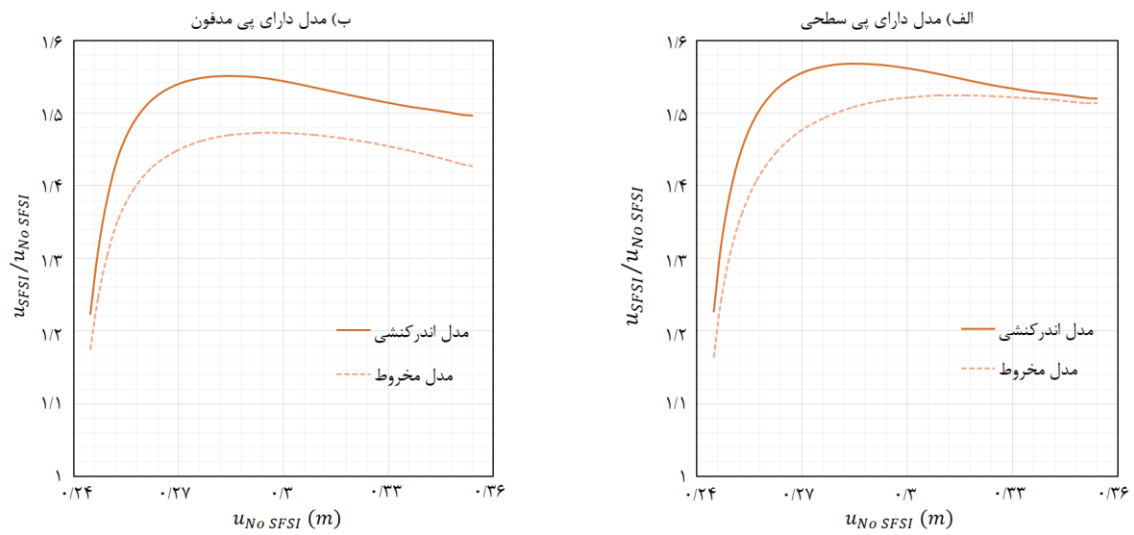
شکل ۹: حداکثر جابجایی جانبی طبقات در مدل های اندرکنشی دارای خاک غیرخطی و مقایسه با مدل مخروط و سازه با پای صلب.



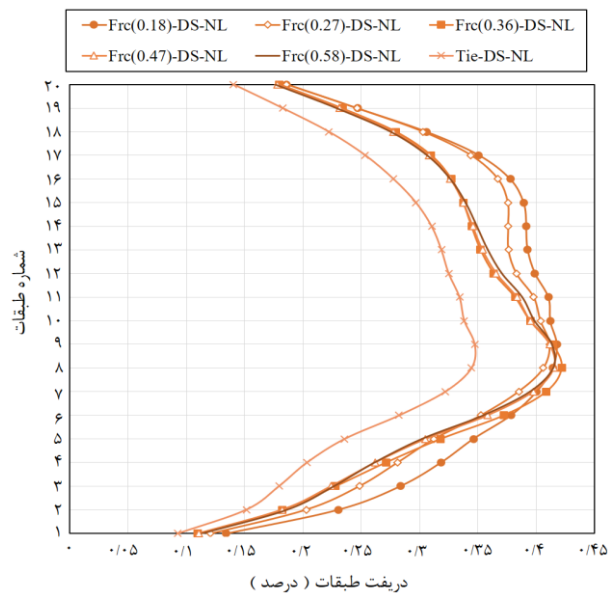
شکل ۱۰: حداکثر جابجایی جانبی طبقات در مدل های اندرکنشی دارای خاک خطی و مقایسه با مدل مخروط و سازه با پای صلب.



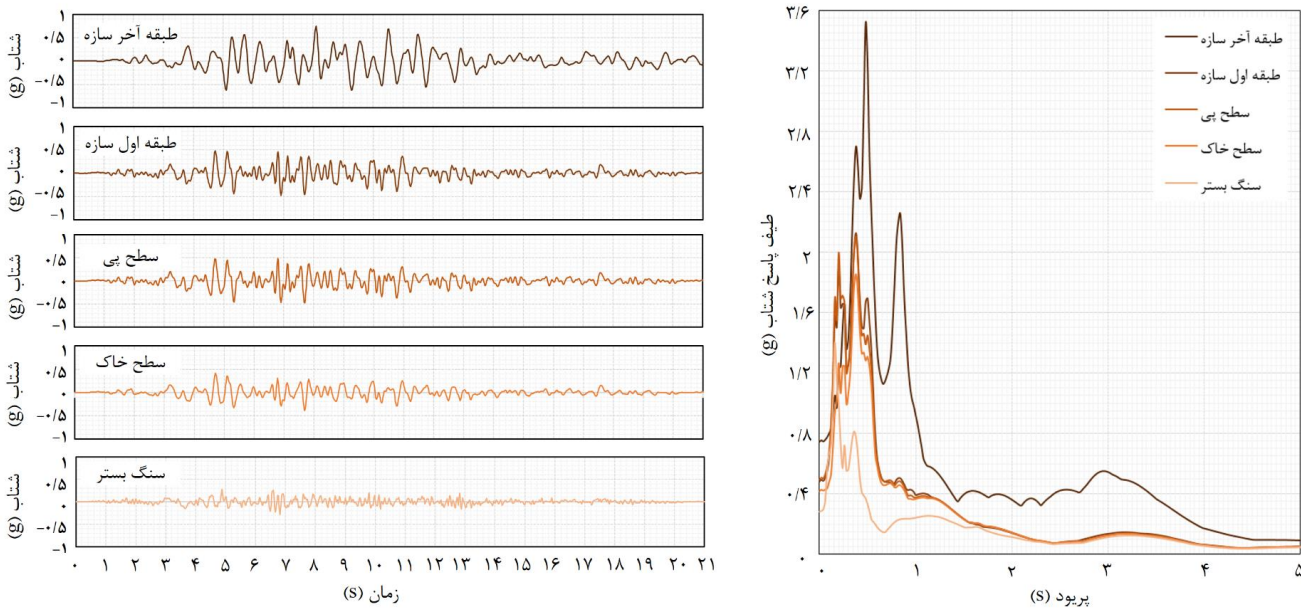
شکل ۱۱: نمایش کانتورهای جابجایی طبقات؛ الف) مدل مخروط پی سطحی، ب) مدل اندرکنشی.



شکل ۱۲: ارتباط میان جابجایی جانبی حداکثر در حالت سازه با پای صلب و اندرکنشی؛ الف) مدل‌های دارای پی سطحی، ب) مدل‌های دارای پی مدفون.

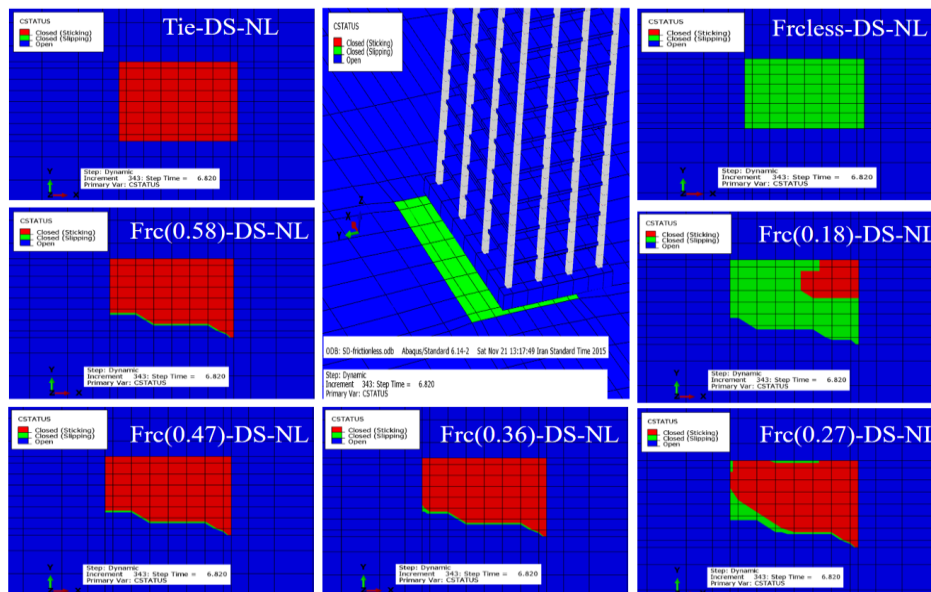


شکل ۱۳: دریفت طبقات در سازه ۲۰ طبقه برای حالت‌های مختلف اندرکنشی.



شکل ۱۴: مقایسه شتاب، طیف پاسخ شتاب و بزرگ نمایی شتاب در نقاط مختلف سیستم خاک-پی-سازه.

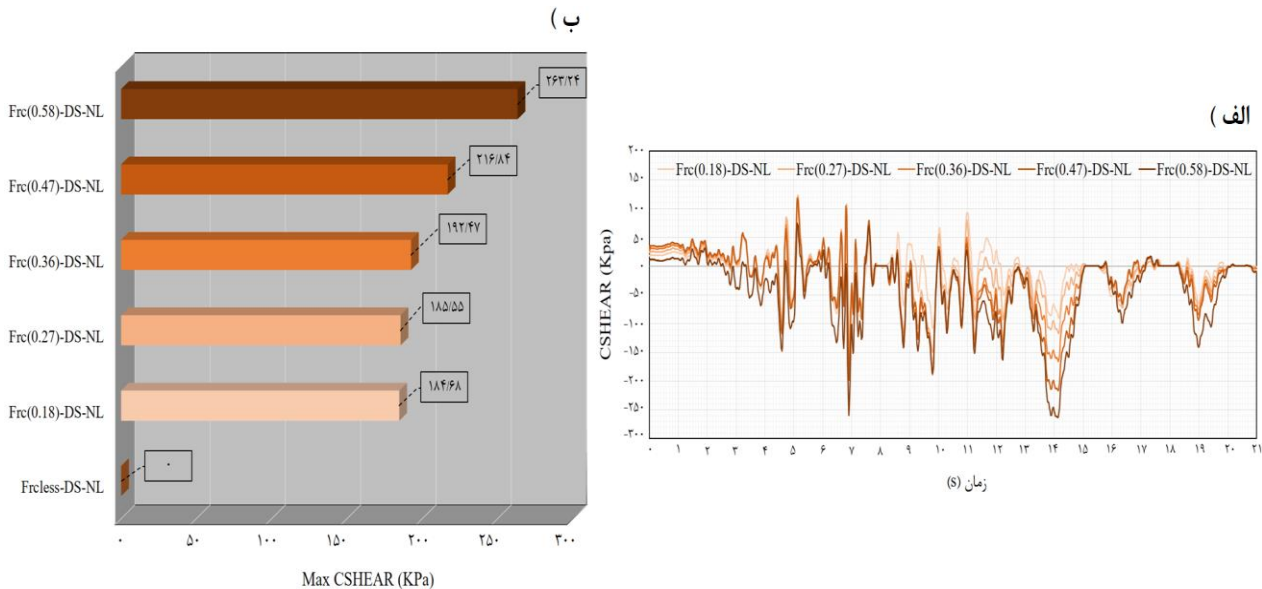
شکل ۱۵ سطح لغزش خاک و پی را در لحظه شتاب حداکثر برای مدل های اندرکنشی با ضرایب اصطکاک مختلف نشان می دهد. نواحی لغزش یافته با رنگ سبز و نواحی متصل (بدون لغزش) با رنگ قرمز نشان داده شده است. همانطور که در شکل ها مشاهده می گردد، سطح لغزش از حالت بدون اصطکاک تا حالت بسته کامل، روند متفاوتی را طی می کند. مدل با سطح لغزش بدون اصطکاک بیشترین لغزش و مدل بسته کامل کمترین لغزش را در سطح مشترک خاک-پی نشان می دهند. همچنین با در نظر گرفتن ضریب اصطکاک از ۰/۱۸ تا ۰/۵۸ برای سطوح مشترک خاک-پی، سطح لغزش مقادیر کمتری را تجربه می کند تا در نهایت به حالت تماس کامل برسد و در این حالت هیچگونه لغزشی مشاهده نمی گردد. بنابراین می توان بیان کرد که در نظر گرفتن شرایط بدون اصطکاک و بسته کامل هر کدام به نحوی منجر به نتایج غیرواقعی می گردند زیرا در واقعیت نیز میان سطوح اصطکاک وجود خواهد داشت. این موضوع اهمیت در نظر گرفتن نوع اندرکنش و اصطکاک میان سطوح مشترک خاک-پی و تاثیر آن بر پاسخ های سازه را نشان می دهد.



شکل ۱۵: بررسی تاثیر ضرایب اصطکاک میان سطح خاک-پی؛ نواحی لغزش یافته سبز رنگ و نواحی بدون لغزش قرمز رنگ.

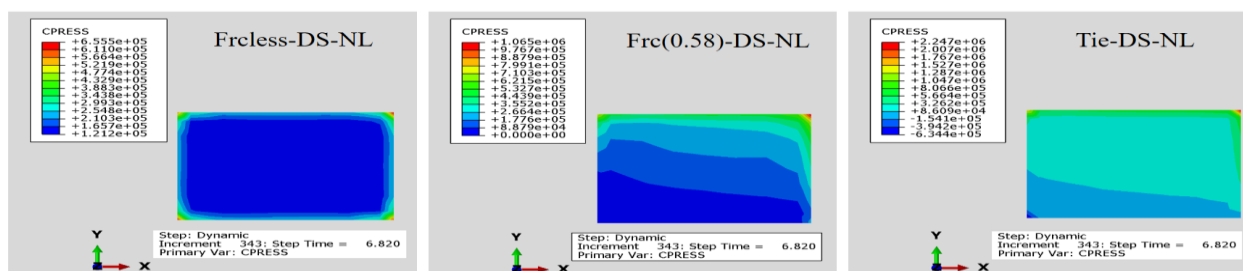


شکل ۱۶- الف نمودار تاریخچه زمانی تنش برشی اصطکاکی در سطح تماس خاک و پی (CSHEAR) را برحسب KN نشان می‌دهد. مقادیر این تنش‌ها در هر دو جهت X و Y بررسی شده و مقدار حداکثر آنها که در جهت محور X می‌باشد، مورد ارزیابی قرار گرفته است. مطابق نمودار ارائه شده به تدریج با افزایش ضریب اصطکاک میان سطح خاک و پی در مدل‌های اصطکاکی بر میزان تنش برشی اصطکاکی نیز افزوده می‌گردد. در شکل ۱۶- ب مقادیر قدرمطلق حداکثر این تنش‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. به عنوان مثال، حداکثر نیروی برشی از مقدار  $184/68$  KPa در مدل Frc(0.18)-DS-NL به مقدار  $263/24$  KPa در مدل Frc(0.58)-DS-NL افزایش یافته است. در حالت بدون اصطکاک نیز هیچگونه تنش برشی اصطکاکی در سطح تماس خاک و پی ایجاد نشده و در واقع لغزش پی بر روی سطح خاک اتفاق افتاده است.



شکل ۱۶: الف) نمودار تاریخچه زمانی، ب) قدرمطلق حداکثر تنش برشی اصطکاکی در سطح مشترک خاک-پی.

شکل ۱۷ کانتورهای فشار در سطح تماس خاک و پی (CPRESS) را بر حسب  $N/m^2$  نشان می‌دهد. در حالت بدون اصطکاک فشار یکنواختی به دلیل وزن سازه بر سطح مشترک خاک-پی وجود دارد و در نقاط گوشه پی بیشترین تماس رخ داده است. از طرفی حرکت گهواره ای هنگامی اتفاق می‌افتد که نیروهای اینرسی ایجاد شده در سازه موجب ایجاد فشار در یک سمت و کشش در سمت دیگر گردد، در واقع در یک سمت نشست و در سمت دیگر بلندشدگی رخ می‌دهد. بنابراین در مدل Frc(0.58)-DS-NL به دلیل وجود ضریب اصطکاک و حرکت گهواره ای حین زلزله، در نقاطی با بلندشدگی پی، فشار تماسی به صفر رسیده و در نقاط نزدیک گوشه پی به مقدار حداکثر خود می‌رسد که نسبت به حالت بدون اصطکاک مقدار بیشتری خواهد داشت. در واقع وجود اصطکاک میان سطوح با بلندشدگی پی از روی سطح خاک مقابله می‌کند. اما در مدل Tie-DS-NL به دلیل شرایط اتصال کامل میان سطح خاک-پی، مقادیر فشار در تمام سطح وجود دارد و کانتورها مقادیر حداکثر و حداقل بیشتری را نسبت به حالات قبل نشان می‌دهند. به هر حال در حالت Tie، به دلیل نظر گرفتن تماس کامل مشاهده چنین رفتاری دور از انتظار نیست، چراکه در این حالت علاوه بر وزن سازه، اصطکاک میان سطوح موجب افزایش مقادیر فشار تماسی می‌گردد. همچنین در حالت بسته بلندشدگی پی (جداشدگی پی از روی سطح خاک) اتفاق نمی‌افتد. در جدول ۶ مقادیر حداکثر تنش فشاری در سطح مشترک خاک-پی برای مدل‌های اصطکاکی، در دو حالت پی صلب و انعطاف پذیر نشان داده شده است. نتایج بیانگر آن است که مدل‌های دارای پی صلب موجب بروز تنش‌های فشاری کمتری نسبت به پی انعطاف پذیر شده است.



شکل ۱۷: کانتورهای فشار تماسی در محل سطح مشترک خاک-پی.

جدول ۶: مقادیر حداکثر تنش فشاری برای مدل های دارای پی صلب و انعطاف پذیر

CPRESS (MPa)				
Frc(0.58)-RS-NL	Frc(0.47)-RS-NL	Frc(0.36)-RS-NL	Frc(0.27)-RS-NL	Frc(0.18)-RS-NL
۱/۱۳۸ E۶	۱/۱۴۲ E۶	۱/۱۴۸ E۶	۱/۱۵۶ E۶	۱/۱۶۶ E۶
Frc(0.58)-DS-NL	Frc(0.47)-DS-NL	Frc(0.36)-DS-NL	Frc(0.27)-DS-NL	Frc(0.18)-DS-NL
۱/۱۴۲E۶	۱/۲۰۲ E۶	۱/۲۰۱ E۶	۱/۲۰۳ E۶	۱/۱۷۷ E۶

## ۵- نتیجه گیری

همانطور که در بخش تفسیر نتایج مشاهده شد در تحلیل های دینامیکی متداول از انعطاف پذیری خاک زیر شالوده صرف نظر می شود که صرفاً برای سازه های مسقر بر بسترهای سنگی صحیح می باشد در حالی که پاسخ دینامیکی سازه متأثر از حرکت لایه های خاک زیرین بوده و با قرار گرفتن سازه بر خاک نرم، وضعیت کاملاً متفاوت است. در چنین شرایطی به هنگام وقوع زلزله، رفتار غیرخطی خاک زیرین و وقوع پدیده اندرکنش خاک و سازه در پاسخ لرزه ای سازه به صورتی نتیجه می دهد که می تواند کاملاً متفاوت از پاسخ یک سازه با پای صلب قرار گرفته تحت اثر حرکت میدان آزاد باشد. بنابراین فرض اتصال صلب سازه به زمین فرضی ساده کننده است اما همواره صحیح نمی باشد. نتایج این تحقیق برای سازه فولادی ۲۰ طبقه با در نظر گرفتن مرزهای بی نهایت به عنوان مرزهایی که از بازگشت امواج لرزه ای به داخل محیط خاک جلوگیری می کنند و ضرایب اصطکاک میان سطح خاک-پی به عنوان پارامتری تأثیر گذار در پاسخ های سازه، نشان می دهد که :

(۱) در نظر گرفتن اندرکنش خاک-پی-سازه، باعث افزایش پیروی طبیعی سیستم نسبت به حالت اندرکنش سازه با پای صلب می شود که با توجه به نوع خاک و سختی سازه مقدار افزایش پیروی متفاوت است. هر چه سختی سازه نسبت به خاک بیشتر شود، میزان افزایش پیروی نیز بیشتر می گردد. بنابراین در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه باعث می گردد تا رفتار سازه به رفتار واقعی نزدیکتر شود. پس با توجه به وجود خاک زیرسازه، سازه در مقایسه با فرض اتصال صلب به زمین رفتار نرم تری را از خود نشان خواهد داد.

(۲) مدل سازی رفتار واقعی و محیط نیمه بی نهایت برای خاک و در نظر گرفتن اندرکنش تحت بارهای دینامیکی منجر به وقوع جابجایی های بیشتری در سازه (تا حدود ۵۰ درصد بیشتر) می شود. با بررسی حداکثر جابجایی جانبی در طبقات اول، دهم و بیستم سازه مشاهده می شود که با افزایش ارتفاع طبقه میزان جابجایی افزایش می یابد.

(۳) در نظر گرفتن رفتار غیرخطی برای خاک، صلبیت پی و لحاظ اصطکاک میان سطح خاک-پی، موجب ایجاد مقادیر جابجایی بیشتر شده و مدفون بودن پی مقادیر جابجایی های جانبی طبقات را کاهش می دهد. به هر ترتیب در نظر گرفتن اندرکنش به روش مستقیم و یا با استفاده از مدل مخروط، جابجایی جانبی طبقات را نسبت به حالت سازه با پای صلب افزایش می دهد.

(۴) بررسی طیف پاسخ شتاب در حوزه فرکانس بیانگر بزرگنمایی شتاب زلزله ورودی سنگ بستر، در عبور از لایه های خاک می باشد. بنابراین شتاب بیشتری به پی و در نهایت به سازه می رسد و طبیعتاً پاسخ های سازه نیز افزایش می یابند.



۵) تاثیر اصطکاک میان سطح خاک-پی در پاسخ ها بیانگر اهمیت در نظر گرفتن این پارامتر در مطالعات اندرکنش خاک-پی-سازه است. نتایج نشان می دهند که افزایش مقادیر ضریب اصطکاک موجب کاهش دریافت طبقات و افزایش تنش برشی اصطکاکی در محل سطح مشترک خاک-پی می گردند. در واقع وجود اصطکاک با بلندشدگی پی از روی سطح خاک مقابله می کند.

۶) در نظر گرفتن شرایط بدون اصطکاک و یا بسته کامل (اصطکاک کامل) هر کدام به نحوی منجر به نتایج غیر واقعی می گردند. بنابراین انتخاب ضریب اصطکاک واقعی بین سطوح تماس بسیار حائز اهمیت است.

۷) در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک-پی-سازه در تحلیل های دینامیکی سازه های بلند ضروری می باشد. در صورت حذف اثر خاک، امکان بروز نتایج غیر واقعی و خطرات احتمالی وجود خواهد داشت. استفاده از مدل مخروط در تخمین اولیه به مهندسان طراح کمک شایان توجهی می نماید. ضمن اینکه با دقت مناسب این روش در مسائل روزمره مهندسی و در دفاتر طراحی برای سازه های معمول قابل استفاده خواهد بود. البته در مسائل حساس و پر اهمیت نقش مدلسازی دقیق محیط خاک و اصطکاک میان سطوح مشترک به منظور بررسی جزئیات ضروری است.

## مراجع

- [1] Lou M., Wang H., Chen X., and Zhai Y. (2011). Structure-soil-structure interaction: literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (12), 1724-1731.
- [2] Tabatabaiefar S.H.R., Fatahi B., and Samali B. (2012). Seismic behavior of building frames considering dynamic soil-structure interaction. *International Journal of Geomechanics*, 13 (4), 409-420.
- [3] Tyapin A. (2012). *Soil-Structure Interaction*. INTECH Open Access Publisher.
- [4] Wolf J.P. and Deeks A.J. (2004). *Foundation vibration analysis: A strength of materials approach*. Butterworth-Heinemann. 240.
- [5] Veletsos A.S. and Meek J.W. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3 (2), 121-138.
- [6] Gazetas G. and Mylonakis G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical Special Publication*, 75 (II), 1119-1174.
- [7] Sameti A.R. and Ghannad M.A. (2014). Equivalent Linear Model for Existing Soil-Structure Systems. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 1450099.
- [8] Chen L. (2015). Dynamic interaction between rigid surface foundations on multi-layered half space. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 1550004.
- [9] Sbartai B. (2015). Dynamic interaction of two adjacent foundations embedded in a viscoelastic soil. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*. 1450110.
- [10] Yang J., Li J., and Lin G. (2006). A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil-structure interaction analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (8), 725-734.
- [11] Wolf J.P. and Deeks A.J. (2004). Cones to model foundation vibrations: incompressible soil and axi-symmetric embedment of arbitrary shape. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24 (12), 963-978.
- [12] Meek J.W. and Wolf J.P. (1993). Why cone models can represent the elastic half-space. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 22 (9), 759-771.
- [13] Tabatabaiefar H.R. and Massumi A. (2010). A simplified method to determine seismic responses of reinforced concrete moment resisting building frames under influence of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30 (11), 1259-1267.
- [14] Manual A.U.s. (2004). Version 6.5, hibbitt, karlsson and sorensen. Inc., Pawtucket, RI.
- [15] Ver E.N. (2006). 9, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems. *Computers and Structures Inc. Berkeley, CA USA*.
- [16] Standard I. Seismic Resistant Design of Buildings—code of practice (2800).(4),
- [17] Bjarnason J.Ö. (2008). Pushover analysis of an existing reinforced concrete structure. *Unpublished master's thesis*. School of science and engineering, Reykjavik University, Iceland.
- [18] Weißenfels C. and Wriggers P. (2015). Methods to project plasticity models onto the contact surface applied to soil structure interactions. *Computers and Geotechnics*, 65 187-198.
- [19] Ryan K.L. and Polanco J. (2008). Problems with Rayleigh damping in base-isolated buildings. *Journal of Structural Engineering*, 134 (11), 1780-1784.